

ESTADO CONSTANTE DE DEFORMACIÓN EN GRAVAS

Steady State of Deformación in Gravels

A.J.L. Bolognesi

Bolognesi-Moretto. Ingenieros Consultores, Buenos Aires, Argentina.

C.A. Micucci

Geotecnia S.A., Buenos Aires, Argentina.

SINOPSIS

Se presentan resultados de ensayos para determinar la línea de estado constante y de resistencia al corte no drenado en el estado constante de muestras modeladas de grava y su aplicación al análisis de la estabilidad de una superficie potencial de deslizamiento de una presa cuya fundación tiene una densidad relativa que ejemplifica la necesidad de disponer de tales resultados.

INTRODUCCIÓN

Este artículo se refiere en primer término a los ensayos realizados para determinar la resistencia al corte no drenada en estado constante de deformación de muestras modeladas de la grava del lecho de un río cordillerano en Argentina. Ello ha requerido la ejecución de ensayos triaxiales con deformaciones axiales específicas de hasta el 30%. Ensayos consolidados no drenados llevados a deformaciones axiales específicas del 20 y 25% se han ejecutado y aplicado en el proyecto de obras de ingeniería desde hace muchos años. Lowe (1969) en el análisis de la estabilidad de presas de tierra indicaba que es más razonable considerar la resistencia al corte consolidado no drenado a deformaciones específicas del orden del 15 al 20%. Sin embargo, como las gravas limpias se ubicaban entre los materiales drenantes capaces de disipar instantáneamente presiones de poros, el tema de su resistencia no drenada ha sido relativamente poco tratado.

Seed (1979) en su conferencia Rankine señaló que aun en presas con espaldones de rodados, gravas y arenas se podían desarrollar altas presiones de poros residuales como consecuencia de terremotos. Banerjee y coautores (1979) publicaron ensayos ejecutados sobre muestras modeladas de grava de Oroville con D_r inicial igual a 84% que demostraron que el inducir una relación de presión de poros del 100% mediante cargas cíclicas tiene poco efecto sobre la subsecuente capacidad del material para resistir esfuerzos estáticos. Castro y coautores (1982) ampliaron investigaciones de laboratorio anteriores que muestran que una historia de cargas cíclicas no afecta sustancialmente la resistencia al corte no drenado en estado constante de deformación aunque pueda influenciar la curva resistencia deformaciones específicas cuando estas últimas son relativamente pequeñas. Por ello, el conocimiento de la resistencia al corte no drenado de las gravas se ha transformado en un dato necesario para el proyecto de presas en zonas sísmicas. El empleo generalizado de los transductores ha hecho posible y simple la lectura simultánea del esfuerzo, la deformación y la presión de poros en ensayos no drenados de laboratorio lo que permite actualmente efectuar, en fase de proyecto, todas las determinaciones asociadas al estado constante.

En segundo término, utilizando la línea de resistencia al corte no drenado en estado constante de la grava estudiada obtenida mediante los ensayos realizados, se determinan coeficientes de

seguridad de una superficie potencial de falla de una presa en función de la densidad relativa en la fundación. Los ensayos requeridos para definir el estado constante, cuya resistencia no es necesariamente la menor obtenible, suministran también los datos para análisis de estados previos a la deformación continua.

EQUIPOS Y TECNICAS UTILIZADAS EN LOS ENSAYOS

El estado constante de deformación

Según fue definido por Poulos (1981) el estado constante de deformación para una masa de partículas es el estado en el cual la masa deforma continuamente a volumen, tensión normal efectiva, tensión de corte y velocidad constantes. Poulos y coautores (1985) han indicado que para arenas limpias el ensayo triaxial no drenado es satisfactorio cuando se analiza dicha condición de drenaje y que debe ser ejecutado con control de las deformaciones específicas. Estas recomendaciones para arenas se han considerado también válidas cuando se utilizan gravas.

Equipo para la ejecución de los ensayos

En la Fig. 1 se presenta un esquema del equipo utilizado para la ejecución de los ensayos. Es una prensa mecánica de carga con plato ascendente y control de velocidad, con una capacidad de 25 toneladas métricas.

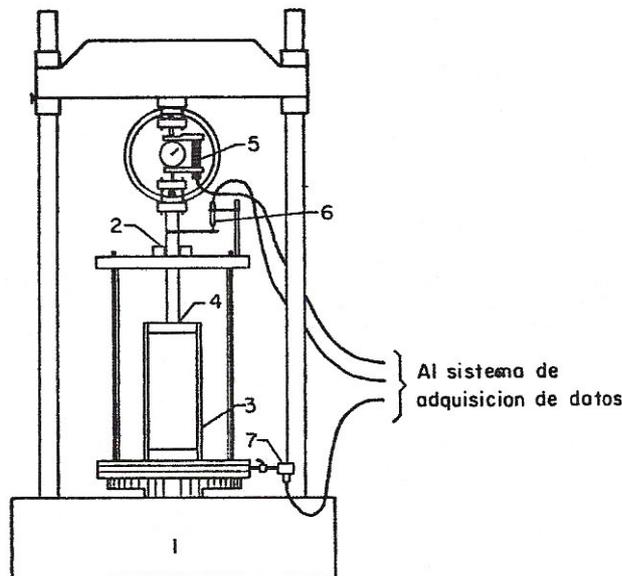


FIG. 1- ESQUEMA DEL EQUIPO PARA ENSAYOS

Notas:

- (1) Prensa de carga con control de deformaciones
- (2) Buje-pistón rectificado a espejo
- (3) Membrana de goma caramelo de 4 mm. de espesor
- (4) Conexión roscada pistón-cabeza
- (5) Transductor para medición de carga
- (6) Transductor para medición de deformaciones
- (7) Transductor para medición de presión neutra

La cámara triaxial tiene camisa de acero. Como consecuencia de la conexión roscada pistón-cabeza, el pistón tiene un balancín que se carga con pesas que mantienen la presión de confinamiento sobre toda el área de la cabeza igual a la del área circunferencial. El pistón rectificado a espejo se desplaza en un buje de bronce.

Los valores de carga, deformación y presión neutra fueron tomados por un sistema de transductores, registrados e impresos en una central electrónica de adquisición de datos y procesados y presentados en gráficos adecuados mediante computadora.

Preparación de las muestras

Las probetas de 150 mm. de diámetro y de una altura promedio de 330 mm., se armaron en un molde metálico al que se adhería la membrana de goma de módulo de elasticidad, E , igual a 14 kg/cm². Las densidades relativas iniciales requeridas por cada ensayo fueron obtenidas por compactación dinámica de cada una de las 6 capas utilizadas para su moldeo, mediante un pisón de 2,36 kg de peso y 4,69 cm² de área que caía de una altura de 30 cm. La variable era el número de golpes. La humedad de moldeo fue de 5%. La saturación se logró primeramente circulando agua en el sentido base-cabeza complementándose con la aplicación de una contrapresión, u_b , entre 3 y 4 kg/cm², tal que $\sigma_3 - u_b = 0,2$ kg/cm². Las muestras fueron consolidadas isotrópicamente hasta las presiones efectivas de confinamiento requeridas. La saturación se verificaba por medición del coeficiente B (Skempton, 1954) cuyo valor se consideraba aceptable cuando era 0,95 o mayor. Para la determinación de las densidades máximas y mínimas, necesarias para calcular la densidad relativa, D_r , se aplicó la norma ASTM-D-2049-69.

Velocidad de ensayo

La velocidad de ensayo fue en todos los casos de 1200 micrones por minuto, lo cual para la altura promedio de las probetas ensayadas equivale a 0,36% minuto.

Precisión de las mediciones

Carga, 8 kg. Para el área inicial, 0,045 kg/cm².
Deformaciones, 0,02 mm. Para la altura inicial promedio, 0,006 %
Presión neutra, 0,01 kg/cm².
Cambio de volumen, 0,028 cm³. Para la probeta promedio, 0,0005 %
Presión de cámara, 0,05 kg/cm².

Correcciones

Como en todo ensayo triaxial, debe analizarse la influencia en los resultados del cambio de sección de la muestra por efecto de las deformaciones y de la rigidez y penetración de la membrana.

La corrección por el cambio de área se efectuó aplicando la estimación más comunmente empleada. El área al final de la consolidación, A_c , se evaluó con la siguiente fórmula:

$$A_c = A_o (1 - \epsilon_v) / 1 - \epsilon_a \quad (1)$$

donde A_o , ϵ_a , y ϵ_v son el área inicial de la sección de la muestra y las deformaciones específicas axiales y volumétricas respectivamente al final de la consolidación. El área A , para cada

nivel de deformación axial específica se calculó con la fórmula que supone que la muestra deforma como un cilindro:

$$A = A_c / (1 - \epsilon_a) \quad (2)$$

Las fórmulas siguientes se aplican para calcular la corrección por rigidez de la membrana, Berre (1982):

$$2 t E / r (\epsilon_a + \epsilon_v / 3) \quad (3)$$

a restar de la tensión axial, y

$$2 t E / r \cdot \epsilon_v / 3 \quad (4)$$

a restar de la tensión radial, donde t y E espesor y módulo de elasticidad de la membrana respectivamente y r , radio de la muestra.

Para emplear como una solución aceptablemente aproximada de la penetración de la membrana, V_m , en el proceso de consolidación, Banerjee y coautores (1979) han verificado experimentalmente hasta $D_{50} \approx 10$ mm la validez de la siguiente fórmula, obtenida en base a ensayos de Frydman y coautores (1973):

$$S = \Delta v_m / \Delta (\log \sigma'_{3c}) = 0,014 (\log D_{50} + 0,9) \text{ en cm}^3/\text{cm}^2 \quad (5)$$

donde $\Delta v_m = v_m / \text{área circunferencial de la probeta}$, en cm^3/cm^2 , D_{50} en mm y σ'_{3c} en kg/cm^2 . En este caso la referencia es $\sigma'_{3c} = 1 \text{ kg}/\text{cm}^2$, según ensayos.

Durante la ejecución de un ensayo triaxial consolidado no drenado en una muestra contractiva el aumento de la presión de poros que se produce durante el mismo reduce la presión efectiva de confinamiento y, por ello, la penetración de la membrana, lo cual conduce a un aumento de su volumen. Esto disminuye la presión de poros que se hubiera obtenido sin este cambio lo que determina la obtención de mayores presiones de confinamiento y mayores tensiones desviantes que las que se hubieran logrado sin la expansión de la membrana. Cuando la muestra es expansiva se produce el efecto opuesto. Se concluye también que si la muestra alcanza el estado constante de deformación sin contracción ni dilatación no corresponde ninguna corrección. Aplicando este concepto se han efectuado 3 ensayos partiendo de D_r igual a 45, 65 y 85 % consolidados hasta puntos ubicados aproximadamente sobre la línea de estado constante, estimada en base a los datos obtenidos de ensayos francamente contractivos. De esta manera es posible incluir la influencia de la expansión de la membrana al estimar la precisión de ambas líneas que definen el estado constante.

PRESENTACION DE RESULTADOS

Sistema de unidades

Para que cada lector pueda aplicar rápidamente el sistema de unidades con el que está más familiarizado, todas las tensiones están divididas por la presión atmosférica, P_a , y todos los pesos unitarios por el peso unitario del agua, γ_w .

$$P_a = 101,337 \text{ kPa} = 10,33 \text{ tn}/\text{m}^2 = 2116,22 \text{ psf}$$

$$\gamma_w = 9,81 \text{ kN}/\text{m}^3 = 1 \text{ tn}/\text{m}^3 = 62,428 \text{ pcf}$$

Notación y subíndices correspondientes al estado constante de deformación

Se ha respetado la notación adoptada por Poulos y coautores (1985) que se origina esencialmente en iniciales y subíndices en inglés. Para simplificar se escribe estado constante significando estado constante de deformación.

- e_s = relación de vacíos en el estado constante.
- q_s = tensión de corte sobre el plano inclinado a 45° con respecto al plano de la tensión principal mayor durante el estado constante.
- S_{sd} = resistencia al corte drenado en el estado constante.
- S_{su} = resistencia al corte no drenado en el estado constante.
- α_s = pendiente de la línea a través de los puntos que representan el estado constante en el diagrama del camino de tensiones.
- σ_f = tensión normal efectiva en el plano de falla.
- σ'_{3s} = tensión principal menor efectiva en el estado constante.
- τ_s = tensión de corte sobre el plano de falla (inclinado a $45^\circ + (\phi_s/2)$ con respecto al plano principal mayor en el estado constante.
- ϕ_s = ángulo de fricción en el estado constante en función de las tensiones efectivas. Los ensayos drenados y no drenados dan el mismo valor.

Grava ensayada

El material ensayado es una muestra modelada de una grava extraída del lecho del río Limay, que corre en la vertiente oriental de la cordillera de Los Andes en Argentina, en un lugar denominado Michihuao, que para simplificar se denomina Limay 3, como en otro artículo de Bolognesi y coautores (1987) donde aparece en una secuencia río abajo. En la Fig. 2 se muestra con trazo lleno la granulometría de la muestra ensayada, así como otros datos pertinentes. La línea punteada representa la grava natural que corresponde a la muestra modelada. Las partículas están constituidas por tobos, basalto, andesitas y granitos. En el tamaño grava hay un porcentaje importante con forma achatada.

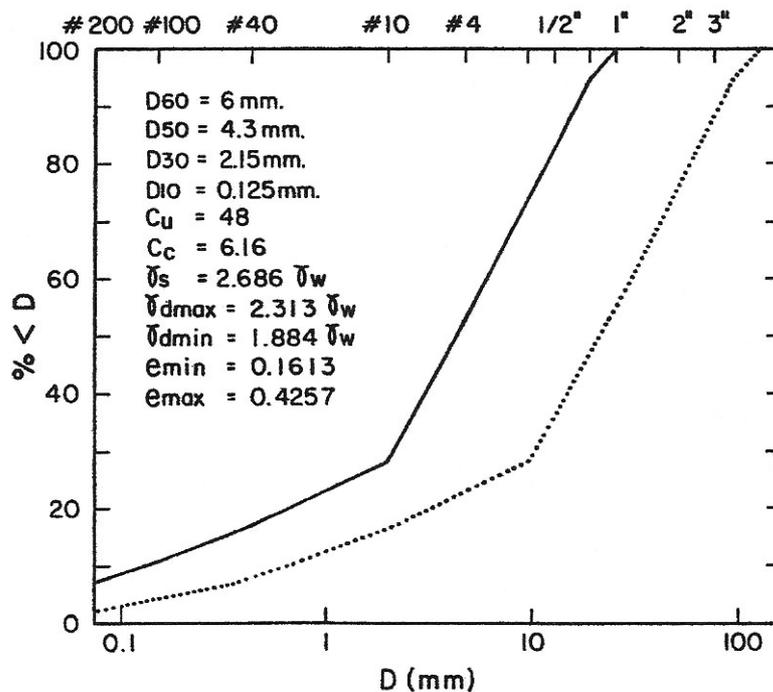


FIG: 2-CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA ENSAYADA

Nota: Los 4 decimales de los pesos unitarios y de las relaciones de vacío son los valores obtenidos de lecturas y cálculos y se mantienen para no acumular errores de redondeo.

Tipos de curvas tensiones deformaciones específicas

En la Fig. 3 se presentan los datos obtenidos de los ensayos triaxiales consolidados no drenados realizados, los cuales se identifican con los números 1 a 6.

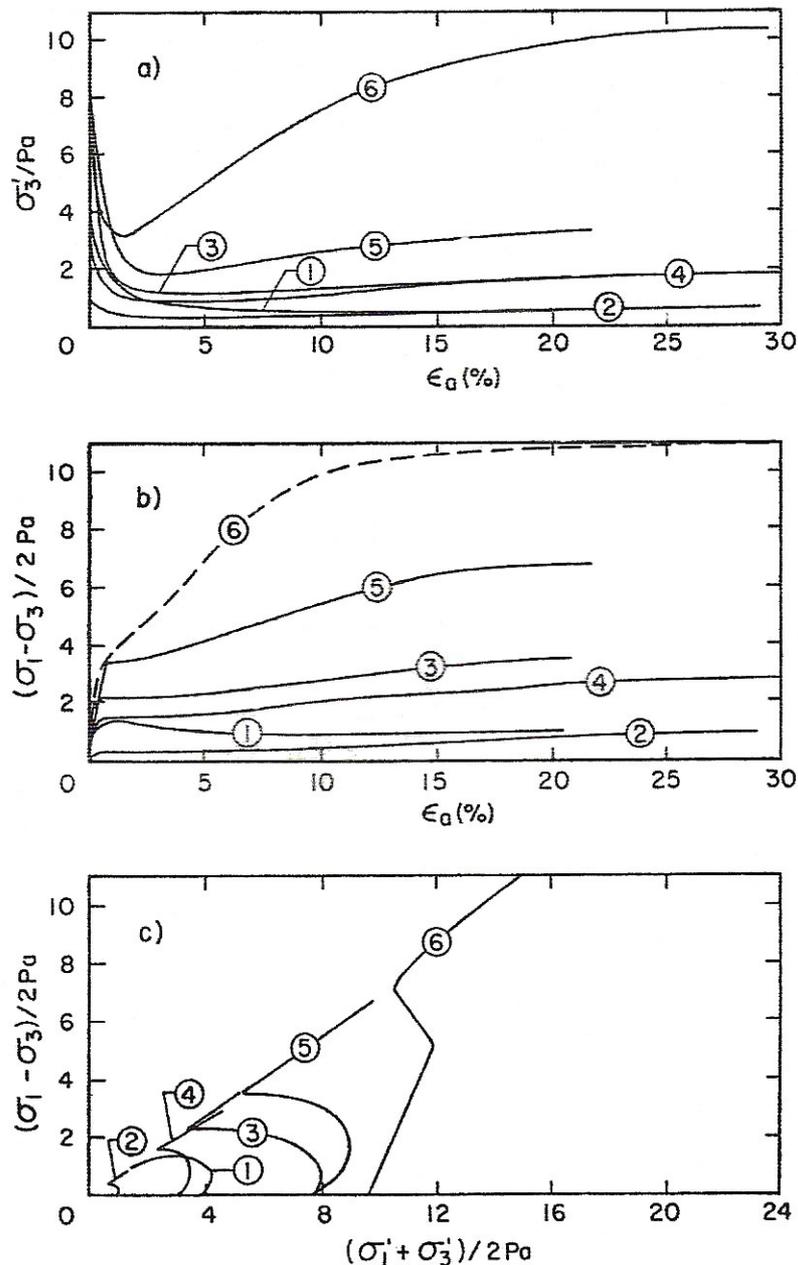


FIG. 3 – RESULTADOS DE SEIS ENSAYOS TRIAXIALES CONSOLIDADOS NO DRENADOS. (a) TENSION PRINCIPAL MENOR EFECTIVA. (b) TENSION DE CORTE. (c) CAMINO DE TENSIONES

Cada uno de ellos se caracteriza por la densidad relativa inicial, D_{ri} , la presión isotrópica de consolidación, σ'_{3c} / Pa , la densidad relativa final con solamente la corrección por cambio de

área, D_{rf} , y la densidad relativa final obtenida completando la corrección efectuada para obtener D_{rf} con la correspondiente por rigidez y penetración de la membrana durante la consolidación, D_{rff} . En la Tabla I se dan los valores respectivos.

TABLA I

IDENTIFICACION Y CARACTERIZACION DE LOS ENSAYOS REALIZADOS

Ensayo número	D_{ri} %	σ'_{3c}/P_a	D_{rf} %	D_{rff} %
1	20	3,870	47,20	46,05
2	45	0,968	50,10	50,10
3	45	7,744	64,60	62,86
4	65	3,146	75,50	74,84
5	65	7,744	83,27	81,43
6	85	9,681	96,40	94,40

Se extiende a las gravas el uso de la tipificación de Castro y coautores (1982) desarrollada para arenas. El único ensayo tipo A es el número 1, para el cual puede observarse en la Fig. 3b) una tensión pico de corte y una subsecuente disminución de la misma, aunque la diferencia es tal que permitiría también considerarlo tipo A-B. El ensayo número 6 corresponde claramente al tipo D como puede verse en las figuras 3a) y 3b). La línea de rayas en la Fig. 3b) significa que los valores de $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2 P_a$ leídos en la escala de abscisas deben multiplicarse por 2. Los 4 ensayos restantes podrían ser clasificados sea como tipo D-B, sea como tipo B-D.

Línea de estado constante

En la Fig. 4 se presentan:

- las curvas de consolidación tal cual se obtienen de los ensayos con solamente la corrección por cambio de área (líneas de rayas) que complementan los datos de los ensayos contenidos en la Fig. 3 y se identifican con los mismos números.
- las rectas, $e_{\text{constante}}$, de variación de la tensión principal menor efectiva durante la ejecución del ensayo consolidado no drenado con solamente la corrección por cambio de área al final de la consolidación (líneas horizontales de rayas que, cuando existe una fase expansiva, se continúan con líneas horizontales de puntos hasta la terminación de la fase contractiva). Con dicha corrección, los pares de valores $e_s - \sigma'_{3s}$ en el estado constante están representados por círculos huecos, \circ .
- los círculos llenos, \bullet , representan los pares de valores $e_s - \sigma'_{3s}$ una vez agregada la corrección por rigidez y penetración de la membrana durante la consolidación
- los círculos con un círculo interior lleno, \blacksquare , representan puntos en el estado constante que tienen las correcciones indicadas en c) pero que además no requieren corrección adicional en el valor de σ'_{3s} como consecuencia de diferencias en la penetración de la membrana entre el inicio y el final del ensayo triaxial no drenado, teniendo en cuenta las variaciones relativamente pequeñas entre las respectivas presiones efectivas de confinamiento $\Delta\sigma'_3/P_a$.
- la línea de estado constante (llena), $e - \sigma'_{3s}$ ó $D_r - \sigma'_{3s}$, tiene como ecuación:

$$\ln (\sigma'_{3s} / P_a) = \ln 425,387 - (22,45 \times e) = \ln 0,0294 + [0,0597 \times D_r (\%)] \quad (6)$$

Es válida para D_r comprendido entre aproximadamente 40 y 100% y para los e respectivos. Es la línea de recurrencia de los puntos representativos de los 6 ensayos realizados, con un coeficiente de correlación, $r = 0,977$. Como referencia se dibujan la de los 3 ensayos francamente contractivos solamente (• y línea punteada) y la de los 3 ensayos que no requieren corrección por las diferencias en la penetración de la membrana indicadas más arriba (■ y línea de rayas).

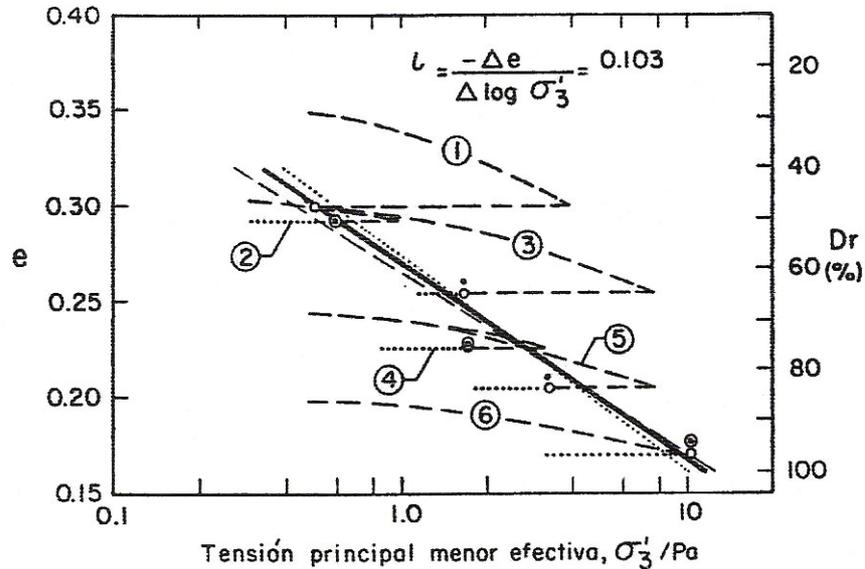


FIG. 4 - LINEA DE ESTADO CONSTANTE DETERMINADA MEDIANTE SEIS ENSAYOS TRIAXIALES CONSOLIDADOS NO DRENADOS

Línea de resistencia al corte no drenado en estado constante

En la Fig. 5 se presenta la línea de la resistencia al corte no drenado en estado constante. Para cada valor de e_s se calculó S_{su} (en el plano de falla de Mohr) con la fórmula:

$$(S_{su}/P_a) = (\sigma'_{3s}/P_a) \times (\text{sen } \phi_s \times \text{cos } \phi_s) / (1 - \text{sen } \phi_s) \quad (7)$$

empleando el valor correspondiente de σ'_{3s} en la línea de estado constante, Fig. 4. El valor de ϕ_s se calculó para cada ensayo aplicando la relación $\sigma'_{1s} / \sigma'_{3s} = \text{tg}^2 [45^\circ + (\phi_s)]$ donde σ'_{1s} y σ'_{3s} contienen las correcciones por cambio de área, rigidez de la membrana y penetración de la misma durante la consolidación. Los valores de S_{su} así obtenidos se representan con círculos llenos, •, y por círculos con un círculo interno lleno, ■. Estos últimos representan puntos en el estado constante de deformación que no requieren corrección adicional como consecuencia de diferencias en la penetración de la membrana entre el inicio y el final del ensayo triaxial no drenado. La línea de resistencia al corte no drenado en estado constante, $e - S_{su}$ o $D_r - S_{su}$, tiene como ecuación:

$$\ln (S_{su}/P_a) = \ln 769,699 - (23,536 \times e) = \ln 0,0347 + [0,062 \times D_r (\%)] \quad (8)$$

Es válida para D_r comprendido entre 40 y 100% y para los e respectivos. Es la línea de recurrencia de los puntos representativos de los 6 ensayos realizados, con un coeficiente de correlación, $r = 0,963$.

La pequeña diferencia entre la pendiente, i , de la línea de estado constante, 0,103 y la de la resistencia al corte no drenado en estado constante, 0,098 es consecuencia del correspondiente desvío, en estos ensayos, de la hipótesis que en el estado constante ϕ_s es independiente del e inicial.

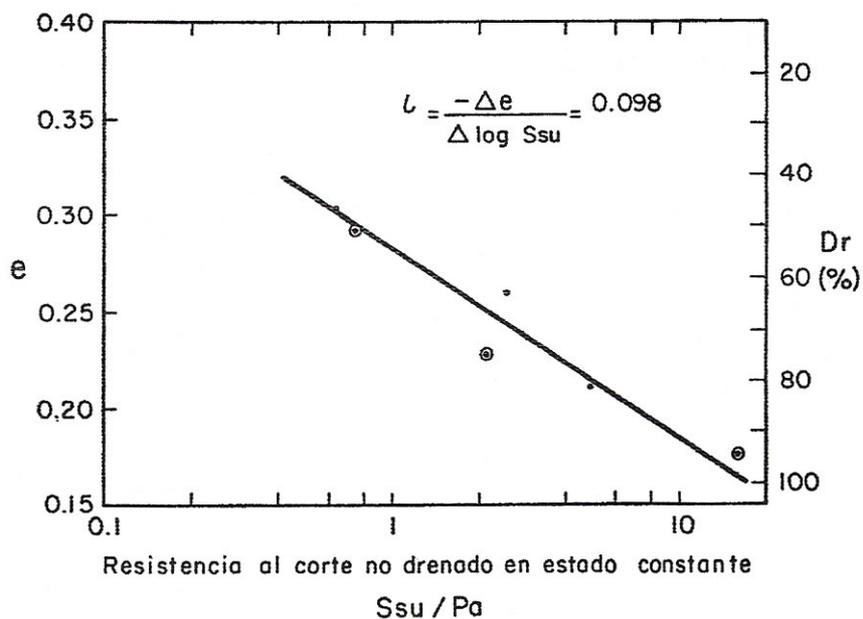


FIG. 5 - LINEA DE RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADO EN ESTADO CONSTANTE DETERMINADA MEDIANTE SEIS ENSAYOS TRIAXIALES CONSOLIDADOS NO DRENADOS.

Comparación con otros resultados

No se conoce ninguna publicación similar a ésta que permita cotejar resultados. Se pueden hacer algunas comparaciones puntuales con los obtenidos en ensayos de la grava de Oroville según Banerjee y coautores (1979). Con los datos contenidos en la Tabla 2.1 y las figuras 3.2 y 5.2 de dicha publicación es posible estimar que $\Delta \epsilon_v$ para $D_{ri} \approx 85\%$ e incremento de σ'_{3c} entre 0 y $10/P_a$ es aproximadamente 60% menor que el que se obtiene con la respectiva curva de consolidación en la Fig. 4 (curva 6) y que S_{su} para e del orden de 0,2 resulta aproximadamente 60% mayor que el valor correspondiente para el mismo e en la Fig. 5. Por ello se estima, aun considerando las diferencias en los tamaños máximos de las partículas de las muestras y en los diámetros de las probetas ensayadas, que los resultados presentados pertenecen al rango de las gravas menos resistentes, lo que concuerda con el hecho de que el coeficiente adimensional del módulo de corte, $(\chi)_{max}$, corresponde al rango de menores valores registrados (Bolognesi y coautores, 1987).

APLICACION DE LAS DETERMINACIONES EFECTUADAS

La Fig. 6a) muestra la sección transversal esquemática de una presa con espaldones constituidos por y apoyados sobre gravas cuyas propiedades se encuentran en el estudio presentado anteriormente. La densidad relativa de los espaldones es del orden del 80%. En la fundación es igual o mayor con excepción de los 5 metros superiores donde es del orden del 50%. La

figura contiene también la superficie potencial de falla que se analiza y valores estimados de la presión normal efectiva sobre dicho plano, σ'_f/P_a , para la condición de embalse lleno.

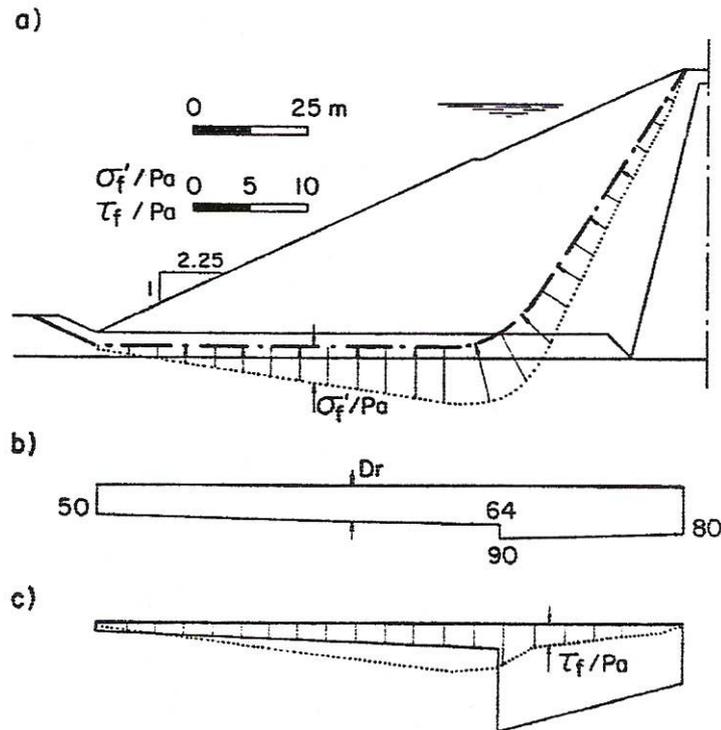


FIG. 6- (a) SECCION TRANSVERSAL ESQUEMATICA, SUPERFICIE POTENCIAL DE FALLA Y TENSION NORMAL EFECTIVA. (b) DENSIDADES RELATIVAS. (c) RESISTENCIAS AL CORTE.

La presión originada por el cuerpo de la presa, máxima al finalizar la construcción y mínima con embalse lleno, produce un aumento de la densidad relativa con respecto a la inicial como consecuencia de la consolidación, que puede calcularse con los datos contenidos en este artículo. En la Fig. 6b) los valores de D_r obtenidos para la condición de embalse lleno en la superficie potencial de deslizamiento se muestran sobre su proyección horizontal.

En la Fig. 6c) se grafican los valores de la resistencia al corte, τ_f/P_a , en la misma proyección horizontal, representándose con línea de puntos la drenada y con línea llena la no drenada en el estado constante, determinada con la fórmula 8 para los D_r correspondientes en la Fig. 6b). La parte con rayas verticales de la Fig. 6c) delimita la que resulta menor, a los efectos de su utilización en los cálculos de estabilidad.

En la Fig. 7 se grafica la densidad relativa variable en la fundación, D_r , versus el factor de seguridad, FS, calculado mediante el programa STABL (Siegel, 1975) para la superficie potencial de falla de la Fig. 6a) y $D_r \approx 80\%$, fijo para el espaldón. La línea llena muestra el aumento de FS a medida que se incrementa el valor de D_r en la fundación y consecuentemente, S_{su} . FS calculado con la resistencia drenada, se encuentra en la línea de puntos. Puede observarse que para densidades relativas medias en la fundación, mayores que aproximadamente 75%, el coeficiente de seguridad está determinado por la resistencia drenada. Con línea de rayas se representa FS cuando el talud de la Fig. 6a) se reduce a 3H:1V.

En el estado constante, la deformación continúa hasta que se restablece el equilibrio entre las fuerzas desestabilizantes y las resistentes. Le situación límite se define por $FS = 1$ que, para la superficie de deslizamiento analizada en la Fig. 7 corresponde a una densidad relativa media, D_{rm} , en la fundación del orden del 30%. Para el ejemplo en consideración y para la fundación con la presa sumergida, $D_{rm} \approx 58\%$ según Fig. 6b) para cuyo valor, de la Fig. 7, se obtiene $FS \approx 1,7$. Para seleccionar valores medios, es obvio que en una fundación deben ponderarse todos los complejos factores propios de las formaciones naturales.

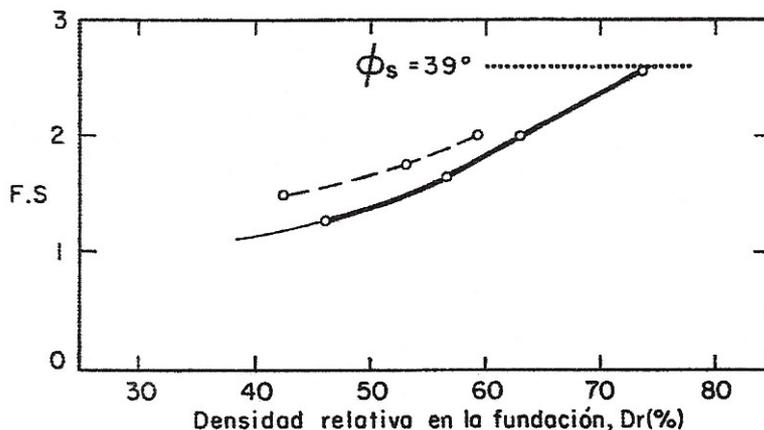


FIG. 7 - FACTOR DE SEGURIDAD - DENSIDAD RELATIVA EN LA FUNDACION.

Determinada la sección que, para las condiciones del problema en estudio, tenga un FS mínimo satisfactorio con respecto a la posibilidad que se produzca un estado de deformación continuo por acción de su peso propio, resta estimar los desplazamientos que podrían producir las fuerzas sísmicas, pulsantes, que correspondan al terremoto en consideración, lo que está fuera del propósito de este artículo.

CONCLUSIONES

La aplicación del concepto del estado constante de deformación a las gravas contribuye al mejor conocimiento de la resistencia al corte de las mismas y los ensayos para determinarlo son particularmente necesarios para evaluar el comportamiento de fundaciones cuestionables en zonas sísmicas.

Los autores entienden que, ésta es la primera publicación que presenta para gravas el par de diagramas con un eje común, relación de vacíos-tensión normal efectiva, Fig. 4, relación de vacíos-resistencia al corte, Fig. 5, y los de tensiones deformaciones específicas, Fig. 3, según los requerimientos de Castro y coautores (1982) para definir el estado constante que, en este artículo se refiere a la condición consolidada no drenada. Se estima que los resultados corresponderían al rango de los menos resistentes probablemente debido a la presencia de un porcentaje importante de partículas tamaño grava de forma achatada.

El estado constante se corresponde con deformaciones continuas. El determinarlo permite disponer de las relaciones tensiones-deformaciones específicas previas al mismo, en particular la resistencia al corte consolidado no drenado, que en dicho estado no es necesariamente la menor, asociada a deformaciones específicas preestablecidas.

APENDICE-REFERENCIAS

1. Banerjee, N.G., Seed, H.B., and Chan, C.K., "Cyclic Behaviour of Dense Coarse-Grained Materials in Relation to the Seismic Stability of Dams", *Report No. UCB/EERC-79/13, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Calif.*, June, 1979.
2. Berre, T., "Triaxial Testing at the Norwegian Geotechnical Institute . *ASTM Geotechnical Testing Journal*, Vol.5, Number 1/2. March/June 1982, pp. 3-17.
3. Bolognesi, A.J.L., Vardé, O.A. y Giuliani, F.L., "Velocidad de ondas de corte en gravas". *VIII Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones*, Sesión N°4, Gravas, Cartagena, Colombia, agosto 1987.
4. Castro, G., Poulos, S.J., France, J.W., and Enos, J.L., "Liquefaction Induced by Cyclic Loading , report by Geotechnical Engineers Inc, to *National Science Foundation, U.S. Department of Commerce, National Technical Information Service*, Access Number PB 82-235508, Washington, D.C., Mar., 1982.
5. Frydman, S., Zeitlen, J.G., and Alpan, I., "The Membrane Effect in Triaxial Testing of Granular Soils", *Journal of Testing and Evaluation*, Vol.1, No.1, Jan.1973, pp. 37-41.
6. Lowe, III, J., "Stability Analysis of Embankments". ASCE Soils Mechanics and Foundations Division Conference on "*Stability and Performance of Slopes and Embankments*". Berkeley, California, August 22-26, 1969, pp. 1-33.
7. Poulos, S.J., "The Steady State of Deformation", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 107, No.GT5, 1981, pp. 553-562.
8. Poulos, S.J., Castro, G., and France, J.W., "Liquefaction Potencial Evaluation", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.III, No.6, June, 1985.
9. Seed, H.B., "Considerations in the Earthquake-Resistant Design of Earth and Rockfill Dams", *Geotechnique* 29, No.3, pp. 215-263, 1979.
10. Siegel, R.A., STABL, "Computer Analysis of General Slope Stability Problems", *Purdue University*, West Lafayette, Indiana, June 1975.
11. Skempton, A.W., "The pore-pressure coefficients A and B", *Geotechnique*, Volume IV, pp. 143-147, 1954.